

طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری با استفاده از الگوریتم ژنتیک تطبیقی

سید علی موسوی^{۱*}، حسین محمد ولی سامانی^۲، علی حقیقی^۳

تاریخ دریافت: ۹۵/۰۳/۲۳ تاریخ پذیرش: ۹۵/۱۰/۱۵

^۱ دانشجوی دکتری مهندسی عمران - آب دانشگاه شهید چمران اهواز

^۲ استاد گروه مهندسی عمران دانشگاه شهید چمران اهواز

^۳ دانشیار گروه مهندسی عمران دانشگاه شهید چمران اهواز

* مسئول مکاتبات، پست الکترونیکی: mousavi@guilan.ac.ir

چکیده

در این پژوهش برای طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری که از زیرساخت‌های مهم و ضروری شهرها محسوب می‌شوند، یک الگوریتم ژنتیک تطبیقی توسعه داده شد. برای بهره‌گیری از ظرفیت ذخیره‌سازی ذاتی شبکه، قید جریان با سطح آزاد با قید عدم سیل‌گیری جایگزین و برای شبیه‌سازی هیدرولیکی شبکه، از مدل SWMM 5.1 بهره‌گیری شد. رویکرد پیشنهادی، یک روش طراحی بهینه مبتنی بر هیدروگراف است که در آن برای روندیابی جریان در مجاری شبکه از مدل موج کامل دینامیکی استفاده می‌شود. روش پیشنهادی برای طراحی بهینه شبکه جمع‌آوری سیلاب در منطقه کیانپارس شهر اهواز مورد استفاده قرار گرفت و نتایج آن با نتایج روش مرسوم (طراحی بهینه با قید جریان با سطح آزاد)، مقایسه شد. نتایج نشان داد که الگوریتم توسعه‌دهنده از سرعت و راندمان بالایی برخوردار است. به‌علاوه بهره‌گیری از ظرفیت ذخیره‌سازی ذاتی شبکه باعث شد تا هزینه ساخت جابجایی بهینه رویکرد پیشنهادی (۴۷۴/۸۸۵ میلیارد ریال) نسبت به هزینه جابجایی بهینه روش مرسوم (۹۶۸/۶۸۶ میلیارد ریال) به کمتر از نصف تقلیل یابد.

واژه‌های کلیدی: الگوریتم ژنتیک تطبیقی، بهینه‌سازی، رسیدگی به قیود، شبکه جمع‌آوری سیلاب شهری، طراحی بهینه

Optimal Design of Storm Sewer Networks Using Adaptive Genetic Algorithm

A Moussavi^{1*}, HM Samani², A Haghghi³

Received: 12 June 2016 Accepted: 04 January 2017

¹- Ph.D. student, Civil Engin., Dept., Faculty of Engin., Shahid Chamran Univ. of Ahvaz, Ahvaz, Iran

²- Prof., Civil Engin., Dept., Faculty of Engin., Shahid Chamran Univ. of Ahvaz, Ahvaz, Iran

³- Assist. Prof., Civil Engin., Dept., Faculty of Engin., Shahid Chamran Univ. of Ahvaz, Ahvaz, Iran

* Corresponding Author, E-mail: mousavi@guilan.ac.ir

Abstract

In this study for optimal design of storm sewer networks, as an essential urban infrastructure, an adaptive genetic algorithm was developed. In order to utilize the intrinsic storage capacity of the sewer network, the free surface flow constraint was replaced with a new constraint in which no surface flooding was allowed. Furthermore, for the hydraulic simulation of the candidate sewer network, the Storm Water Management Model (SWMM 5.1) was used. The proposed framework was a hydrograph-based optimal design method in which the full dynamic wave model was used for flow routing in the network conduits. The proposed approach was applied for the optimal design of Kianpars storm sewer network, a suburb of Ahvaz city, in Iran. The results were compared with those obtained by the conventional optimal design method (with free surface flow constraint). The comparison showed that the developed algorithm had a high speed and efficiency. Furthermore, the proposed framework (with optimal solution's construction cost of 474.885 Billion Rials) by utilizing the intrinsic storage capacity of the network could reduce the network construction cost to less than a half of the conventional method cost (with optimal solution's construction cost of 968.686 Billion Rials).

Keywords: Adaptive genetic algorithm, Constraint handling, Optimal design, Optimization, Storm sewer network

مقدمه

رشد بی‌سابقه جمعیت شهرها و توسعه اراضی شهری سبب مشکلات متعددی از جمله بروز سیلاب‌های شدید در این مناطق گردیده است. به‌گونه‌ای که امروزه شبکه‌های جمع‌آوری و هدایت سیلاب، یکی از زیرساخت‌های ضروری شهرها به‌ویژه در مناطق مرطوب محسوب شده و به‌تبع آن سرمایه‌گذاری‌های هنگفتی برای ایجاد، بازسازی، بهره‌برداری و نگهداری این شبکه‌های بزرگ مقیاس انجام شده است (افشار ۲۰۰۶). در این میان چالش مهم طراحان و تصمیم‌گیران بهبود خدمات این سامانه‌ها در مواجهه با محدودیت‌های مالی و اقتصادی بوده و همواره تلاش شده است، راهبردهایی اقتصادی

برای رسیدن به بهترین بازده سرمایه ارائه شود. به‌این‌ترتیب مسأله پیش روی تصمیم‌گیران در مرحله طراحی، یافتن بهترین گزینه طراحی یا بازسازی شبکه و در مرحله بهره‌برداری، انتخاب بهترین گزینه نگهداری و بهره‌برداری است (جو و همکاران ۲۰۰۷b). موضوع طراحی اقتصادی شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری اولین بار توسط میز و پین (۱۹۷۵)، با توسعه روش برنامه‌ریزی پویای گسسته تفاضلی^۱ (DDDP)، مطرح شد و از آن پس مورد توجه پژوهشگران زیادی قرار گرفت. از جمله رابینسون و لابادیه (۱۹۸۱)، مایلز و هینی (۱۹۸۸) و خو و همکاران (۱۹۹۱) برای طراحی اقتصادی این شبکه‌ها نسخه‌های مختلفی از مدل‌های بهینه‌سازی مبتنی بر برنامه‌ریزی پویا را عرضه کردند. از اواخر دهه ۱۹۸۰

۱- Discrete differential dynamic programming

به دلیل اعمال قید جریان با سطح آزاد در مجاری، به خاطر استفاده از معادله موج سینماتیک (معادله موج سینماتیک امکان شبیه‌سازی اثرات برگشت آب و جریان تحت فشار در مجاری شبکه را ندارد (راسمن ۲۰۱۵))، می‌تواند مانعی برای بهره‌گیری از ظرفیت ذخیره شبکه باشد. در واقع این شیوه ممکن است ارزیابی مناسبی از تمامی ظرفیت ذخیره سیستم نداشته باشد. این در حالی است که بالتر و دیویس (۲۰۱۰) عنوان کردند که در صورت پذیرش جریان لبریز^۲ در لوله‌ها و حذف قید جریان با سطح آزاد، می‌توان ظرفیت بیشتری برای شبکه قائل شد. طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری با هدف کمینه‌سازی هزینه‌ها در کنار اطمینان از عملکرد مناسب این سامانه‌ها، با در نظر گرفتن معیارهای طراحی و ساخت مشخص، انجام می‌شود. ثابت شده این موضوع یک مسأله بهینه‌سازی پیچیده، چند وجهی^۵، گسسته^۶ یا ترکیب پیوسته - گسسته^۷ و غیرمحدب^۸ است (جو و همکاران ۲۰۰۸، سان و همکاران ۲۰۱۱b). نحوه اعمال معیارهای طراحی و ساخت این شبکه‌ها تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر میزان موفقیت مدل‌های بهینه‌ساز به‌ویژه در الگوریتم‌های نامقید دارد. در بسیاری از مدل‌هایی که تاکنون توسعه داده شده‌اند به دلیل مشکلات رسیدگی به قیود و کاهش سرعت همگرایی، از برخی قیود چشم‌پوشی شده است. از جمله افشار و همکاران (۲۰۰۶) از محدودیت تراز نصب لوله‌ها و رعایت الگوی تلسکوپی برای اندازه لوله‌ها در امتداد مسیر جریان، جو و همکاران (۲۰۰۷b) از محدودیت بیشینه عمق مجاز گودبرداری و سان و همکاران (۲۰۱۱a,b) از محدودیت‌های مربوط به سرعت جریان و تراز نصب لوله‌ها صرف‌نظر کردند. در این پژوهش یک رویکرد طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری با اعمال همه محدودیت‌های طراحی و ساخت، توسعه داده شده است که در آن

به بعد با فراگیر شدن روش‌های کاوشی و فراکاوشی در بهینه‌سازی مهندسی، این الگوریتم‌ها در بهینه‌سازی سامانه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری صاحب جایگاه ویژه‌ای شدند. از جمله والترز و لوهیک (۱۹۹۳)، لیانگ و همکاران (۲۰۰۴)، افشار (۲۰۰۶)، افشار و همکاران (۲۰۰۶) و پالومبو و همکاران (۲۰۱۴) الگوریتم ژنتیک، افشار (۲۰۱۰) و معینی و افشار (۲۰۱۲) الگوریتم مورچه و فرمانی و همکاران (۲۰۰۶) و جو و همکاران (۲۰۰۷a) الگوریتم‌های پیوندی را در طراحی اقتصادی این سامانه‌ها مورد استفاده قرار دادند. همچنین فرمانی و همکاران (۲۰۰۶)، مولتا و بولس (۲۰۰۷)، جو و همکاران (۲۰۰۷a) و سان و همکاران (۲۰۱۱a) طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری را در قالب بهینه‌سازی چند هدفه دنبال کردند.

مسأله طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری در ابتدا به صورت کمینه‌سازی هزینه با اطمینان از عدم پرشدن تک‌تک لوله‌ها به‌ازای دبی طراحی، مطرح گردید. طراحی هر شاخه از شبکه به صورت جداگانه و بدون ارتباط با سایر اجزای شبکه و با استفاده از روابط هیدرولیکی ساده، و به‌طور معمول با استفاده از معادلات جریان ماندگار، انجام می‌شد. پیامد این ساده‌سازی‌ها خطای قابل توجه در برآورد ظرفیت لوله‌ها، به‌ویژه برای لوله‌های واقع در بخش‌های انتهایی شبکه بود و نتایج غیرعملی و غیربهینه را به دنبال داشت. در ادامه با معرفی مدل‌های شبیه‌سازی هیدرولیکی شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری، چون SWMM^۲، این مدل‌ها در عملیات بهینه‌سازی مورد بهره‌برداری قرار گرفتند. در این راستا افشار و همکاران (۲۰۰۶) طراحی بهینه مبتنی بر هیدروگراف را به کمک مدل SWMM 4.4H، که برای روندیابی جریان در مجاری معادله موج سینماتیک را حل می‌کرد، توسعه دادند. شیوه آن‌ها با وجود نتایج مناسب،

۵- Discontinuous

۶- Mixed discrete-continuous

۷- Non-convex

۲- Storm water management model

۳- Surge flow

۴- Multimodal

شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب تدوین شده‌اند، طراحی و ساخته شوند (افشار ۲۰۱۰). این ضوابط که به صورت قیود بهینه‌سازی در مدل بهینه‌ساز گنجانده شده‌اند در ادامه آورده شده است. همان‌گونه که در مقدمه بیان شد این پژوهش برای بهره‌گیری بیشتر از ظرفیت ذخیره شبکه، در کنار طراحی مبتنی بر هیدروگراف بر جایگزینی قید جریان با سطح آزاد با قید عدم سیل‌گیری تکیه دارد. برای نشان دادن اثر این تغییر رویکرد، مدل بهینه‌ساز یک بار با قید عدم سیل‌گیری و یک بار با قید جریان با سطح آزاد در پروژه نمونه مورد استفاده قرار گرفته است. بنابراین مجموعه قیود بهینه‌سازی به صورت فهرست زیر تدوین شده است:

- ۱- انتخاب قطر لوله‌ها از یک فهرست تجاری
- ۲- قطر لوله‌ها از کمینه قطر مجاز بزرگ‌تر انتخاب شوند
- ۳- قطر لوله خروجی از یک آدم‌رو از قطر هیچ یک از لوله‌های ورودی به آن آدم‌رو کوچک‌تر نباشد
- ۴- شیب هیچ یک از مجاری از کمینه مقدار مجاز اجرایی کمتر نباشد
- ۵- ارتفاع پوشش خاک روی لوله‌ها از کمینه مقدار مجاز کمتر نباشد
- ۶- تراز تاج لوله خروجی از یک آدم‌رو از تراز تاج هیچ یک از لوله‌های ورودی به آن آدم‌رو بیشتر نباشد
- ۷- عمق گودبرداری از بیشینه مقدار مجاز بیشتر نباشد
- ۸- سرعت جریان از بیشینه مقدار مجاز بیشتر نباشد
- ۹- سرعت جریان از کمینه مقدار مجاز کمتر نباشد
- ۱۰-۱- تراز هیدرولیکی در هیچ یک از آدم‌روها از تراز سطح زمین بالاتر نباشد (قید عدم سیل‌گیری)
- ۱۰-۲- بیشینه عمق نسبی جریان از بیشینه مقدار مجاز بیشتر نباشد (قید جریان با سطح آزاد)

قید ۱۰ اعمال یکی از دو قید عدم سیل‌گیری شبکه یا وقوع جریان با سطح آزاد (با هدف مقایسه این دو سناریو) را در مدل بهینه‌ساز امکان‌پذیر ساخته است. قید جریان با سطح آزاد به صورت عمق نسبی جریان (نسبت

برای بهره‌گیری از ظرفیت ذخیره‌سازی ذاتی شبکه در بهینه‌سازی، ضمن طراحی مبتنی بر هیدروگراف، جایگزینی قید عدم سیل‌گیری به جای قید جریان با سطح آزاد، پیشنهاد شده است. برای این منظور یک مدل بهینه‌ساز بر پایه الگوریتم ژنتیک تطبیقی^۸ تهیه گردیده است که در آن برای چابک‌سازی الگوریتم، اعمال بسیاری از قیود طراحی و ساخت در درون الگوریتم، امکان‌پذیر شده است. همچنین برای شبیه‌سازی هیدرولیکی گزینه‌های طراحی از مدل SWMM 5.1 بهره‌گیری شده است. برای نشان دادن توانایی این رویکرد، از آن در طراحی یک پروژه نمونه در بخشی از شهر اهواز در استان خوزستان، استفاده و با رویکرد مرسوم مقایسه شده است.

مواد و روش‌ها

ساختار اصلی رویکرد پیشنهادی از تابع هدف، متغیرهای تصمیم، قیود و ضوابط طراحی، مدل بهینه‌ساز و مدل شبیه‌ساز، تشکیل شده است. تابع هدف، تابع هزینه ساخت شبکه با متغیرهای تصمیم قطر و شیب لوله‌ها و ایستگاه‌های پمپاژ (که به ترتیب با بردارهای قطر $[D]$ ، شیب $[S]$ ، و پمپ $[P]$ در نظر گرفته شده‌اند) به صورت زیر است:

$$Cost(D, S, P) = \sum_{i=1}^{NP} (CS_i + P_i CL_i) + \sum_{i=1}^{NP+1} CM_i \quad [1]$$

در این رابطه $Cost$ ، تابع هزینه ساخت شبکه؛ CS ، CL و CM ، به ترتیب تابع هزینه ساخت مجاری شبکه (لوله‌ها)، ایستگاه‌های پمپاژ و آدم‌روها؛ P_i ، متغیر پمپ در مسیر لوله i (و در واقع شاخصی از وجود $(P_i = 1)$ یا عدم وجود $(P_i = 0)$ پمپ در ابتدای لوله i است)؛ و NP ، تعداد لوله‌ها است.

شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری بایستی با رعایت مجموعه‌ای از ضوابط اجرایی و هیدرولیکی که بر مبنای تجربیات عملی و همچنین مبانی نظری مربوط به

می‌شود. پس از تبادل ژنی و جهش ژنی جمعیت جدید تشکیل و مراحل مذکور تا رسیدن به شرط همگرایی یا توقف تکرار می‌شود.

در این پژوهش یک الگوریتم ژنتیک، که در آن متغیرهای تصمیم، متشکل از بردارهای قطر، شیب و پمپ به صورت حقیقی کدگذاری شده‌اند، تدوین شده است. برای انتخاب والدین از روش مسابقه^۹ (هاپت و هاپت ۲۰۰۴) و برای تبادل ژنی از روش BLX- α (اشلمن و شافر ۱۹۹۳) استفاده شده است.

- رسیدگی به قیود

الگوریتم ژنتیک یک الگوریتم نامقید است. برای رسیدگی به قیود در این الگوریتم تا کنون روش‌های متعددی پیشنهاد شده است، که روش‌های رد^{۱۰}، ترمیم^{۱۱}، جریمه^{۱۲} و اصلاح^{۱۳} از آن جمله‌اند (جن و چنگ ۲۰۰۰). در روش‌های رد و ترمیم، الگوریتم ابتدا اجازه تولید کروموزوم‌های نامعتبر را می‌دهد و سپس آن‌ها را به ترتیب رد یا ترمیم می‌کند. در روش جریمه کروموزوم‌های نامعتبر در ادامه فرایند بهینه‌سازی با اعمال جریمه به حاشیه رانده می‌شوند. در روش اصلاح، الگوریتم به گونه‌ای توسعه داده می‌شود که عملگرهای مختلف آن عملکرد خود را با ارضای قیود مسأله انطباق دهند. در الگوریتم تطبیقی این پژوهش بیشتر قیود (قیود ۱ تا ۶) به روش اصلاح و در مرحله کدبراری از کروموزوم‌ها و مرحله تبدیل آن‌ها به مقادیر طراحی و بقیه قیود به روش جریمه مورد رسیدگی قرار گرفته است. مراحل رسیدگی به قیود ده‌گانه معرفی شده در بالا، در شکل ۱ خلاصه شده است.

بیشینه عمق جریان به قطر لوله و قید عدم سیل‌گیری با مقایسه بیشینه تراز هیدرولیکی و تراز سطح زمین در محل آدم‌روها، مورد کنترل قرار می‌گیرد. در سناریو با قید عدم سیل‌گیری، بالا آمدن سطح آب تا نزدیکی سطح زمین برای لحظاتی مجاز است ولی نباید جریان سیلاب به معابر سرازیر شود. در واقع در این شرایط برای بهره‌برداری بیشتر از فضای لوله‌ها و کوچک‌سازی شبکه، جریان تحت فشار و جریان معکوس در لوله‌ها برای لحظاتی مجاز خواهد بود.

- مدل بهینه‌ساز

برای طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری، مدل بهینه‌ساز با استفاده از الگوریتم ژنتیک و به صورت تطبیقی تهیه شده است. الگوریتم ژنتیک، یک الگوریتم الهام گرفته از تکامل زیستی است که بر پایه اصول تکامل تصادفی - طبیعی یک جمعیت توسعه داده شده است. الگوریتم ژنتیک یکی از روش‌های بهینه‌سازی قدرتمند است که در مسائل مهندسی کاربرد گسترده‌ای دارد. ثابت شده است کاربرد این روش در توابع هدف ناپیوسته محدودیتی نداشته و برای مسائل به شدت غیرخطی محدب و غیرمحدب، با وجود متغیرهای دینامیک، قابل استفاده است. این ویژگی‌های جالب الگوریتم ژنتیک باعث کاربرد موفقیت‌آمیز آن در مسائل مختلف مهندسی منابع آب گردیده است (افشار ۲۰۰۶). در الگوریتم ژنتیک ابتدا جمعیتی اولیه از جواب‌های مسأله (موسوم به کروموزوم‌ها) به صورت تصادفی و نرمال تولید (کدگذاری) می‌شود. پس از کدبراری از جواب‌ها و تبدیل آن‌ها به مقادیر واقعی، مقدار تابع هدف برای هر جواب تعیین می‌شود. در ادامه با توجه به مقادیر تابع هدف، انتخاب والدین برای تولید نسل بعدی انجام

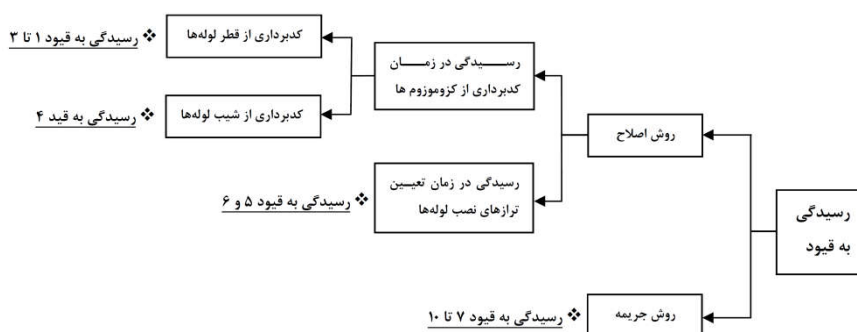
۱۲- Penalizing

۱۳- Modifying

۹- Tournament method

۱۰- Rejecting

۱۱- Repairing



شکل ۱- مراحل رسیدگی به قیود در الگوریتم ژنتیک تطبیقی تدوین شده در این تحقیق.

سرشاخه‌ها به سمت خروجی شبکه به گونه‌ای انجام می‌شود، که قبل از این که نوبت به لوله i برسد، بردار $[DU]_i$ تعیین شده باشد.

در ادامه هم‌زمان با کدبرداری از مقادیر شیب نرمال لوله‌ها، قید ۴ اعمال می‌شود. کدبرداری از شیب لوله‌ها با رابطه زیر انجام می‌شود:

$$S_i = S_{min,i} + (S_{max,i} - S_{min,i})S_i \quad [۴]$$

که در آن $S_{min,i}$ کمینه شیب مجاز و $S_{max,i}$ بیشینه شیب مجاز در لوله i است. مقدار $S_{min,i}$ برابر با کمینه شیب قابل اجر در نظر گرفته می‌شود، اما برای $S_{max,i}$ مقدار مشخصی توصیه نشده است. به‌عنوان راهنما می‌توان $S_{max,i}$ را با استفاده از بیشینه سرعت مجاز جریان البته به‌ازای مقطع پر لوله، از رابطه مانینگ به‌صورت زیر محاسبه کرد:

$$S_{max,i} = (nV_{max})^2 \times (\bar{D}_i/4)^{-4/3} \quad [۵]$$

که در آن V_{max} بیشینه سرعت مجاز جریان؛ m ضریب زبری مانینگ و \bar{D}_i قطر داخلی لوله i است. هر چند رابطه ۵ به‌ظاهر با رعایت قید ۸، مقدار بیشینه شیب مجاز را تعیین می‌کند، اما ارضای حتمی این قید را تضمین نمی‌کند و بنابراین، در ادامه قید ۸ پس از شبیه‌سازی هیدرولیکی شبکه و تهیه سری‌های زمانی سرعت جریان، با روش جریمه اعمال خواهد شد. بخش سوم کروموزوم‌ها نیز که به شاخص وجود پمپ در ابتدای لوله‌ها مربوط می‌شود، با گرد کردن مقدار نرمال آن‌ها به نزدیکترین مقدار، کدبرداری شده و مورد استفاده قرار می‌گیرد.

در الگوریتم توسعه داده شده هر کروموزوم از سه بخش تشکیل شده است، که به ترتیب به قطر و شیب لوله‌ها و شاخص وجود پمپ در مسیر آن‌ها اختصاص یافته است. این کروموزوم‌ها که به‌صورت حقیقی نرمال کدگذاری شده‌اند، آزادانه تولید، تکثیر و جهش داده می‌شوند. سپس این کروموزوم‌ها به‌صورتی کدبرداری می‌شوند که به ترتیب قیود ۱ تا ۴ ارضاء شوند. برای کدبرداری از مقدار نرمال قطر لوله i (d_i) و محاسبه مقدار تجاری آن (D_i) از رابطه زیر استفاده شده است:

$$D_i = \text{round}(D_{min,i} + (D_{max,i} - D_{min,i})d_i) \quad [۲]$$

که $\text{round}(\cdot)$ تابع گرد کردن و $D_{min,i}$ و $D_{max,i}$ به ترتیب شاخص بزرگ‌ترین و کوچک‌ترین قطر مجاز برای لوله i است. در واقع لوله‌ها از یک فهرست تجاری انتخاب می‌شوند که هر عضو این فهرست با یک شاخص، که عددی صحیح است، مشخص شده است. این فهرست شامل قطر لوله‌های موجود در بازار از کمترین قطر مجاز شبکه تا بیشترین قطر موجود می‌باشد. بنابراین با انتخاب قطرهای از این فهرست هم‌زمان قید ۱ و ۲ اعمال می‌شود. برای اعمال قید ۳، که قید انتخاب قطر لوله‌ها با الگوی تلسکوپی است، باید مقدار $D_{min,i}$ از رابطه زیر محاسبه شود:

$$D_{min,i} = \max[DU]_i \quad [۳]$$

که $[DU]_i$ بردار قطر لوله‌های متصل به ابتدای لوله i است. کدبرداری از قطر لوله‌ها، به‌صورت متوالی از

همچنین در صورتی که $P_i = 1$ ، شاخه i مانند یک سرشاخه در نظر گرفته شده و ترازهای نصب آن از روابط ۶ تا ۹ تعیین می‌شود. در این صورت یک گره جدید به‌عنوان گره بالادست شاخه i ، در مجاورت گره قبلی اضافه شده و ایستگاه پمپاژ به‌صورت یک اتصال^{۱۴} از گره قبلی به گره جدید، در نظر گرفته می‌شود.

پس از تعیین ترازهای نصب لوله‌ها، شبیه‌سازی هیدرولیکی هر شبکه کانیدیا انجام می‌شود. با شبیه‌سازی شبکه و تعیین پارامترهای هیدرولیکی امکان اعمال قیود ۸ تا ۱۰ فراهم می‌شود. قیود ۸ تا ۱۰ به‌همراه قید ۷ به‌روش تابع جریمه اعمال می‌شوند. برای این منظور جریمه تخطی از این قیود به تابع هزینه شبکه (رابطه ۱) افزوده می‌شود در نتیجه تابع هدف به‌صورت زیر بازنویسی می‌شود:

$$\begin{aligned} \text{Min } F = & \text{Cost}(D, S, P) + \\ & \sum_{i=1}^{NP} P_E(E_i, E_{\max}) + \\ & \sum_{i=1}^{NP} P_V(Vm_i, V_{\max}, V_{\min}) + \\ & \sum_{i=1}^{NP} P_{DR}(DR_i, DR_d) + \sum_{i=1}^{NP+1} P_F(F_i, F_d) \end{aligned} \quad [11]$$

که در آن F ، تابع برازندگی^{۱۵} (تابع برازندگی یا همان تابع هدف، مجموع تابع هزینه و توابع جریمه تخطی از قیود بهینه‌سازی است)؛ P_V ، P_E ، P_{DR} و P_F ، به‌ترتیب توابع جریمه تخطی از کمینه و بیشینه سرعت مجاز جریان، بیشینه عمق مجاز گودبرداری، بیشینه عمق نسبی جریان و عدم سیل‌گیری؛ Vm_i ، بیشینه سرعت جریان در شاخه i ، که از سری زمانی سرعت در شاخه مذکور استخراج می‌شود؛ V_{\max} ، بیشینه سرعت مجاز جریان؛ V_{\min} ، کمینه سرعت مجاز جریان؛ \bar{E}_i ، متوسط عمق گودبرداری شاخه i ، که میانگین عمق گودبرداری دو سر آن است؛ E_{\max} ، بیشینه عمق مجاز گودبرداری؛ DR_i ، بیشینه عمق نسبی جریان در شاخه i ، که نسبت بیشینه عمق جریان به قطر است؛ DR_d ، بیشینه مقدار مجاز عمق نسبی جریان؛ F_i

پس از کدبرداری از متغیرهای تصمیم، ترازهای نصب لوله‌ها به‌گونه‌ای محاسبه می‌شود که قیود ۵ و ۶ ارضاء شوند. برای این منظور ابتدا سرشاخه‌های شبکه در نظر گرفته می‌شوند و با استفاده از مقدار کمینه پوشش خاک روی لوله‌ها، C_{\min} ، تراز تاج ابتدای این لوله‌ها، EU_i ، از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$EU_i = GU_i - C_{\min} \quad [6]$$

که GU_i ، تراز سطح زمین در ابتدای لوله است. تراز تاج انتهای این لوله‌ها، ED_i ، نیز از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$ED_i = EU_i - L_i S_i \quad [7]$$

که در آن L_i ، طول لوله i است. در صورتی که تراز تاج انتهای این لوله‌ها قید کمینه پوشش خاک را ارضاء نکند (یعنی $GD_i - ED_i < C_{\min}$) هر دو تراز تاج انتها و ابتدای این لوله‌ها باید به‌ترتیب با روابط ۸ و ۹ اصلاح شوند:

$$ED_i = GD_i - C_{\min} \quad [8]$$

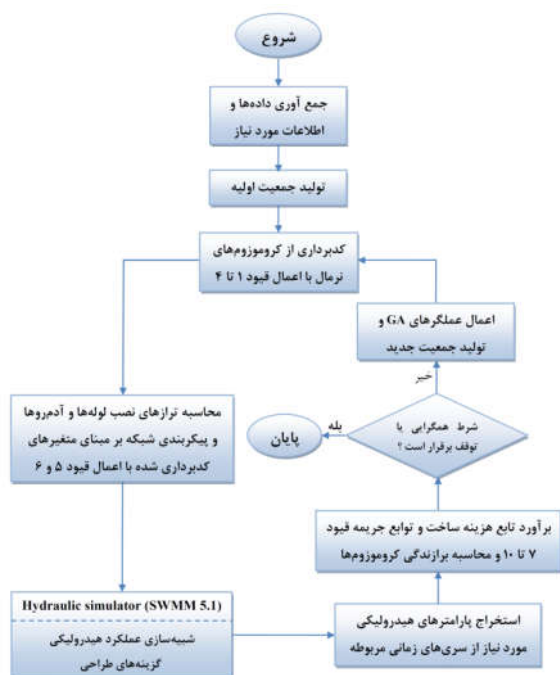
$$EU_i = ED_i + L_i S_i \quad [9]$$

در صورتی که ترازهای نصب همه سرشاخه‌های شبکه تعیین شود، امکان محاسبه ترازهای نصب سایر شاخه‌ها، البته با یک روند متوالی از بالادست به پایین‌دست، امکان‌پذیر خواهد بود. برای این منظور و برای اعمال قید ۶، ابتدا بردار تراز تاج انتهای همه لوله‌های متصل به ابتدای هر لوله i ($[EU]_i$)، تهیه شده و سپس تراز تاج ابتدای لوله مذکور از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$EU_i = \min[EU]_i \quad [10]$$

در ادامه تراز تاج انتهای لوله‌ها از رابطه ۷ محاسبه شده و دوباره قید ۵ کنترل می‌شود، که در صورت عدم رعایت آن، ترازهای ابتدا و انتها با روابط ۸ و ۹ اصلاح می‌شود. این روند به‌طور متوالی از بالادست به پایین‌دست دنبال شده و ترازهای نصب همه لوله‌ها محاسبه می‌شود.

- روند طراحی بهینه شبکه جمع‌آوری سیلاب شهری
روند اجرای رویکرد پیشنهادی برای طراحی شبکه جمع‌آوری سیلاب شهری در شکل ۲ به صورت روندنامه ارائه شده است. در این رویکرد پس از جمع‌آوری داده‌های مورد نیاز شامل آرایش شبکه، هیدروگراف‌های سیلاب طراحی، فهرست تجاری لوله‌ها و داده‌های مربوط به هزینه ساخت اجزای مختلف شبکه، عملیات بهینه‌سازی انجام می‌شود.



شکل ۲- روندنمای رویکرد پیشنهادی برای طراحی شبکه جمع‌آوری سیلاب شهری.

برای این منظور ابتدا جمعیت اولیه کروموزوم‌ها به صورت تصادفی تهیه می‌شود. سپس با کدبرداری از کروموزوم‌ها (که به صورت اعداد حقیقی نرمال کدگذاری شده‌اند) ضمن رعایت قیود ۱ تا ۴، مقادیر طراحی متغیرهای تصمیم تعیین می‌شود. در ادامه برای پیکربندی شبکه ترازهای نصب لوله‌ها با اعمال قیود ۵ و ۶ محاسبه می‌شود. با پیکربندی شبکه و تولید فایل ورودی امکان شبیه‌سازی هر کروموزوم در مدل SWMM 5.1 فراهم می‌شود. پس از شبیه‌سازی هیدرولیکی گزینه‌های طراحی، مقدار برازندگی هر کروموزوم، به صورت مجموع هزینه‌های ساخت و جریمه‌های مربوط به قیود ۷

عمق سیل‌گیری در محل گره i ، که از تفاضل بیشینه تراز هیدرولیکی از تراز سطح زمین محاسبه می‌شود؛ و F_d ، بیشینه عمق مجاز سیل‌گیری است، که البته در مورد قید عدم سیل‌گیری این پارامتر باید صفر در نظر گرفته شود. مقادیر توابع جریمه نیز از روابط زیر تعیین و در رابطه ۱۱ جایگذاری می‌شود:

$$P_V = \lambda_V (P_{Vmin} + P_{Vmax}) \quad [12]$$

$$P_{Vmin} = \begin{cases} (1 - Vm/V_{min})^2 & Vm < V_{min} \\ 0 & otherwise \end{cases} \quad [13]$$

$$P_{Vmax} = \begin{cases} (1 - Vm/V_{max})^2 & Vm > V_{max} \\ 0 & otherwise \end{cases} \quad [14]$$

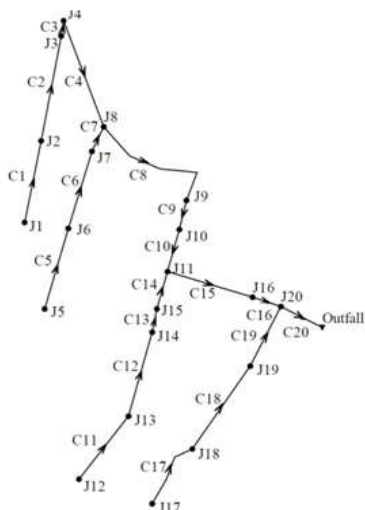
$$P_E = \begin{cases} \lambda_E (1 - E/E_{max})^2 & E > E_{max} \\ 0 & otherwise \end{cases} \quad [15]$$

$$P_{DR} = \begin{cases} \lambda_{DR} (1 - DR/DR_d)^2 & DR > DR_d \\ 0 & otherwise \end{cases} \quad [16]$$

$$P_F = \begin{cases} \lambda_F (1 - F/F_d)^2 & F > F_d \\ 0 & otherwise \end{cases} \quad [17]$$

که در این روابط λ_V ، λ_E ، λ_{DR} و λ_F به ترتیب پارامترهای جریمه مربوط به سرعت‌ها، عمق گودبرداری، عمق نسبی جریان و سیل‌گیری هستند. مقدار این پارامترها در یک فرایند تکراری سعی و خطا به کمک اجراهای آزمایشی به گونه‌ای تخمین زده می‌شود که راندمان بهینه‌سازی افزایش یابد. در واقع روش جریمه روشی برای فراهم نمودن امکان استفاده از جواب‌های مناسب ولی خارج از فضای معتبر در روند تکاملی الگوریتم می‌باشد. چالش مهم در تعیین پارامترهای جریمه سوق یافتن الگوریتم به خارج از فضای جواب‌های معتبر در برخی نسل‌ها است. خروج الگوریتم از فضای معتبر ممکن است در اثر اعمال جریمه‌های کوچک بر جواب‌های نامعتبر رخ دهد. از طرفی اعمال جریمه‌های کوچک بر جواب‌های نامعتبر و به عبارتی خروج الگوریتم از فضای معتبر، امکان استفاده از جواب‌های مناسبی که در خارج از فضای معتبر قرار دارند را بیشتر می‌سازد و می‌تواند روند یافتن جواب‌های مناسب‌تر در فضای معتبر را تسریع نماید. بنابراین موفقیت عملیات بهینه‌سازی بستگی زیادی به تخمین مقادیر مناسب برای پارامترهای جریمه خواهد داشت.

شبکه را با استفاده از تجزیه و تحلیل داده‌های مؤسسه آراس مینز^{۱۷} به تفکیک استخراج نمودند. این هزینه‌ها، که به‌ازای قیمت‌های سال ۱۹۹۹ میلادی و به دلار آمریکا است، پس از تبدیل واحدها به متریک، با استفاده از شاخص ای‌ان‌آر^{۱۸} به قیمت‌های اپریل ۲۰۱۵ برورسانی شد و سپس با استفاده از نرخ برابری دلار آمریکا و ریال در پایان فروردین ماه ۱۳۹۴ (هر دلار ۲۸۲۷۰ ریال) به ریال تبدیل شد.



شکل ۳- آرایش شبکه مورد مطالعه (کیانپارس اهواز) برای آزمون رویکرد پیشنهادی.

تا ۱۰، محاسبه می‌شود. در ادامه عملیات مرتب‌سازی، انتخاب والدین، تبادل ژنی و جهش ژنی برای تولید نسل جدید انجام می‌شود و این روند تا رسیدن به شرط همگرایی یا توقف دنبال خواهد شد.

مطالعه موردی

روش پیشنهادی در یک زیرحوزه شهری مسطح در منطقه کیانپارس شهر اهواز در جنوب غربی ایران مورد آزمون قرار گرفت. آرایش شبکه که از پیش تعیین شده و در شکل ۳ نشان داده شده است، دارای ۲۰ شاخه، ۲۰ آدم‌رو و یک خروجی (با شرایط مرزی جریان خروجی آزاد) می‌باشد. تراز سطح زمین در همه گره‌ها مساوی ۲۱/۵ متر فرض شد. محدوده مورد مطالعه به وسعت ۴/۵ کیلومتر مربع، به ۲۰ زیرحوزه کوچک‌تر تقسیم شد و با شبیه‌سازی هیدرولوژیکی در مدل SWMM 5.1 هیدروگراف‌های سیلاب طراحی به‌ازای رگبار طراحی ۶ ساعته با دوره بازگشت ۵ سال (۳۱/۲ میلی‌متر) در خروجی هر زیرحوزه تعیین شد. برای توزیع زمانی رگبار طراحی از توزیع مصنوعی رگبار ۶ ساعته SCS استفاده شد. برای جلوگیری از اتلاف زمان (در عملیات تکراری شبیه‌سازی هیدرولوژیکی)، هیدروگراف‌های طراحی به‌صورت داده خارجی در مدل هیدرولوژیکی وارد گردید و روش موج کامل دینامیکی، که امکان شبیه‌سازی پدیده برگشت آب و جریان تحت فشار در مجاری را دارد (راسمن ۲۰۱۵)، برای روندیابی جریان در مجاری انتخاب شد. لوله‌های مورد استفاده از نوع بتنی مسلح و ضریب زبری آن‌ها ۰/۱۳ فرض شد.

هزینه‌های ساخت شبکه شامل هزینه گودبرداری، بسترسازی، لوله‌گذاری، ساخت آدم‌روها و ایستگاه‌های پمپاژ می‌باشد. برای برآورد این هزینه‌ها از داده‌های منتشرشده توسط هیئتی و همکاران (۲۰۰۲) و آژانس حفاظت محیط زیست ایالات متحده (۲۰۰۰)^{۱۶} که بر مبنای تجزیه و تحلیل داده‌های پروژه‌های واقعی تهیه شده‌اند، استفاده شد. هیئتی و همکاران (۲۰۰۲) هزینه‌های ساخت

17- RS Means

18- Engineering News-Record (ENR) index

۱۶- در این مرجع فقط هزینه ساخت ایستگاه‌های پمپاژ آورده شده است.

و مقادیر پارامترهای آن از قبیل روش تبادل ژنی، روش و نرخ جهش ژنی و اندازه جمعیت دارد. این پارامترها و عملگرها بر مبنای تجربه یا به کمک مجموعه اجراهای آزمایشی در قالب تحلیل حساسیت تعیین می‌شوند. در این پژوهش بر مبنای نتایج مجموعه اجراهای آزمایشی، مقادیر اندازه جمعیت، نرخ جهش ژنی و پارامترهای جریمه تعیین و در جدول ۱ درج شده است.

به منظور معرفی قابلیت‌های مدل بهینه‌ساز و نیز مقایسه رویکرد پیشنهادی با رویکرد مرسوم در بهینه‌سازی مبتنی بر هیدروگراف، اجرای عملیات بهینه‌سازی اصلی برای دو سناریوی مختلف، یکی سناریو با قید عدم سیل‌گیری (سناریو اول) و دیگری سناریو با قید جریان با سطح آزاد (سناریو دوم)، تا ۵۰۰ نسل دنبال شد. با توجه به تصادفی بودن الگوریتم، هر سناریو ۱۰ بار اجرا و بهترین نتیجه از بین آن‌ها به عنوان جواب انتخاب شد.

جدول ۱- مقادیر پارامترهای بهینه‌سازی.

مقدار	پارامتر
۲۶۰	اندازه جمعیت
۰/۰۰۵ تا ۰/۰۳	نرخ جهش ژنی [†]
$1/0 \times 10^{-9}$	λ_V
$5/0 \times 10^{-11}$	λ_E
$5/0 \times 10^{-11}$	λ_{DR}
$1/0 \times 10^{-11}$	λ_F

[†] نرخ جهش ژنی به صورت متغیر و خطی از ۰/۰۳ در اولین تکرار تا ۰/۰۰۵ در آخرین تکرار، اعمال شد.

روند بهینه‌سازی شبکه مورد مطالعه برای دو سناریوی تعریف شده، در شکل ۴ نمایش داده شده است. در ابتدای فرایند بهینه‌سازی مقادیر تابع هدف در هر دو سناریو، به دلیل اعمال جریمه سنگین ناشی از تخطی‌های بزرگ از همه یا برخی قیود ۷ تا ۱۰، با مقادیر بسیار بزرگ و از مرتبه 10^{+7} میلیارد ریال برآورد شد. در ادامه مقادیر تابع هدف خیلی سریع کاهش یافت، به گونه‌ای که به ترتیب در نسل ۷۷ و ۱۱۰ برای سناریوی اول و دوم به مقادیر ۶۷۴/۹۵۵ و ۱۵۴۰/۰۶۲ میلیارد ریال رسید. در

بر اساس این داده‌ها هزینه گودبرداری در حجم واحد با در نظر گرفتن نوع خاک منطقه مورد مطالعه (رس)، $0.437 \text{ MRial m}^{-3}$ برآورد شد. همچنین با استفاده از داده‌های مذکور هزینه بسترسازی در طول واحد، هزینه لوله‌گذاری برای لوله‌های بتنی مسلح در طول واحد، هزینه ساخت آدرو پیش‌ساخته بتنی و هزینه ساخت ایستگاه پمپاژ به ترتیب به صورت روابط همبستگی ۱۸ تا ۲۱ تخمین زده شد:

$$CB = 3.60D^{1.3141} \quad [18]$$

$$CP = 11.77D^{1.6245} \quad [19]$$

$$CM = 68.93H^{0.930} \quad [20]$$

$$CL = -2932.07Q^2 + 281114.21Q - 7397.90 \quad [21]$$

که در این روابط CB ، هزینه بسترسازی (MRial m^{-1})؛ CP ، هزینه لوله‌گذاری (MRial m^{-1})؛ CM ، هزینه ساخت آدرو و CL ، هزینه ساخت ایستگاه پمپاژ (MRial m^{-1})؛ D ، قطر لوله (m)؛ H ، عمق آدرو (m) و Q ، ظرفیت پمپاژ ($\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$) است که برابر مقدار بیشینه دبی در سری زمانی دبی جریان عبوری از ایستگاه پمپاژ در نظر گرفته می‌شود.

در عملیات بهینه‌سازی شبکه مورد مطالعه، کمینه قطر مجاز ۳۰۰ میلی‌متر، کمینه شیب مجاز ۰/۰۰۰۵، مقادیر کمینه و بیشینه سرعت مجاز به ترتیب ۰/۷ و ۵ متر بر ثانیه، بیشینه عمق مجاز گودبرداری ۶ متر و کمینه پوشش خاک روی لوله‌ها ۰/۹ متر در نظر گرفته شد. در مورد قید ۱۰ نیز یا بیشینه عمق نسبی جریان برابر ۰/۹۳۸ (بهترین مقطع هیدرولیکی برای لوله‌ها) و یا بیشینه عمق سیل‌گیری برابر صفر اعمال شد. فهرست لوله‌های بتنی مسلح مورد استفاده شامل ۱۹ قطر اسمی مختلف ۳۰۰، ۳۷۵، ۴۵۰، ۵۲۵، ۶۰۰، ۶۷۵، ۷۵۰، ۹۰۰، ۱۰۵۰، ۱۲۰۰، ۱۳۵۰، ۱۵۰۰، ۱۶۵۰، ۱۸۰۰، ۱۹۵۰، ۲۱۰۰، ۲۴۰۰، ۲۷۰۰ و ۳۰۰۰ میلی‌متر بود.

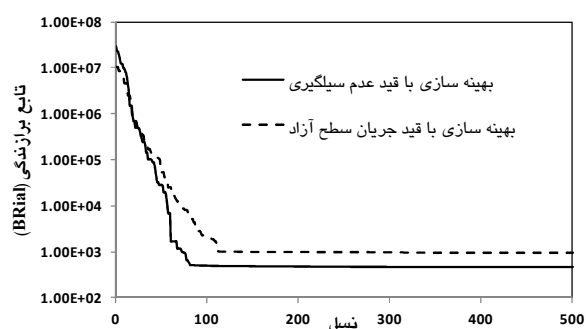
نتایج و بحث

الگوریتم ژنتیک یک الگوریتم تصادفی است که عملکرد آن بستگی زیادی به شیوه پیاده‌سازی عملگرها

می‌دهد که در سناریوی دوم لوله‌ها در بیشتر نقاط شبکه دارای قطرهای بزرگ‌تر هستند و نظر به این که مقایسه شیب لوله‌ها در دو سناریو تفاوت معنی‌داری را نشان نمی‌دهد، بنابراین طرح مذکور به‌خاطر داشتن پتانسیل سرعت جریان کمتر، از جنبه رسوب‌گذاری آسیب‌پذیرتر است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که از هر دو بعد اقتصادی و فنی، طرح بهینه سناریوی اول از برتری آشکاری برخوردار است.

در شکل ۵ نمودار بیشینه تراز سطح آب در محل گره‌های شبکه با تراز تاج لوله خروجی از این گره‌ها، مقایسه شده است. نکته قابل توجه در جدول ۲ و شکل ۵، مقادیر بیشینه تراز سطح آب در ابتدای لوله‌های C5 تا C8 است (این لوله‌ها به‌ترتیب در امتداد هم به‌سمت خروجی قرار دارند (شکل ۳))، که نشان دهنده افزایش تراز سطح آب در امتداد شبکه و جریان آب در جهت عکس امتداد شبکه است. این رخداد برای مدت کوتاهی اتفاق افتاده و شرایط نگهداشت بیشتر آب در درون شبکه، البته بدون هیچ گونه سیل‌گیری را فراهم نموده است. با توجه به دقت مطلوب مدل شبیه‌ساز در شبیه‌سازی چنین رخدادی، بدون نگرانی می‌توان از این پتانسیل برای طراحی اقتصادی شبکه بهره برد. در واقع در سناریوی اول با حذف قید وقوع جریان با سطح آزاد و مجاز شمردن بالا آمدن تراز سطح آب تا نزدیکی سطح زمین و وقوع جریان تحت فشار (و حتی معکوس)، امکان استفاده بیشتر از فضای داخلی لوله‌ها فراهم گردیده و با شبکه کوچکتر و در نتیجه ارزان‌تر و البته بدون نیاز به پمپاژ، ظرفیت مورد نیاز فراهم شده است. این مزیت در کنار کاهش مشکلات بهره‌برداری در شبکه‌های کوچک‌تر، ضمن آشکار نمودن اهمیت موضوع، موفقیت و کارآیی رویکرد پیشنهادی را آشکار می‌سازد.

واقع می‌توان این سرعت بهینه‌سازی در چنین مسأله پیچیده و بزرگ با قیودی سخت‌گیرانه را بسیار خوب و مدل را چابک و موفق ارزیابی کرد. با ادامه عملیات، روند بهینه‌سازی دو سناریو با سرعتی کمتر نسبت به ابتدا، تا نسل ۳۶۳ و ۲۴۸ به‌ترتیب تا مقادیر تابع هدف ۴۷۴/۸۸۵ و ۹۶۸/۶۸۶ میلیارد ریال دنبال شد. پس از آن فرایندهای بهینه‌سازی در دو سناریو تا پایان عملیات (نسل ۵۰۰)، بدون تغییر در جواب‌های بهینه دنبال شد.



شکل ۴- روند بهینه‌سازی در دو سناریوی مورد مطالعه.

مقایسه نشان می‌دهد که هزینه ساخت شبکه بهینه در سناریوی دوم به‌مراتب بیشتر از (تقریباً دو برابر) سناریوی اول است. این در حالی است که هر دو گزینه نیاز اصلی و کلیدی یک شبکه جمع‌آوری سیلاب، که همان عدم سیل‌گیری و سرازیر نشدن سیلاب در معابر به‌ازای دبی طراحی است، را تأمین کرده‌اند. این دو سناریو از جنبه‌های دیگر نیز قابل مقایسه هستند، که برای این منظور جواب بهینه دو سناریو شامل قطر و شیب لوله‌ها و موقعیت ایستگاه‌های پمپاژ به‌همراه برخی پارامترهای هیدرولیکی و اجرایی در جداول ۲ و ۳ درج شده است. همان‌طور که در پانویس جدول ۳ درج شده است، در شبکه بهینه سناریوی دوم (با قید جریان با سطح آزاد)، یک ایستگاه پمپاژ با ظرفیت ۱/۵۱۶ مترمکعب بر ثانیه و هزینه ساخت ۴۱۱/۹۹۰ میلیارد ریال در ابتدای لوله C2 لازم است. این ایستگاه پمپاژ با هزینه ساخت هنگفت، در کنار مشکلات و هزینه‌های بهره‌برداری زیاد، یک نقطه ضعف جدی برای شبکه مذکور محسوب می‌شود. همچنین مقایسه دو جواب از نظر ترکیب قطر لوله‌ها نشان

(۰/۷ متر بر ثانیه) و تعیین متوسط عمق گودبرداری در شاخه انتهایی تقریباً برابر با بیشینه عمق مجاز گودبرداری (۶ متر)، نشان دهنده موفقیت مدل و انتخاب مناسب پارامترهای جریمه این قیود است.

نتیجه‌گیری کلی

در این پژوهش رویکردی جدید برای طراحی بهینه شبکه‌های جمع‌آوری سیلاب شهری ارائه گردید، که در آن به منظور بهره‌گیری بیشتر از ظرفیت ذخیره شبکه در بهینه‌سازی آن، قید جریان با سطح آزاد در مجاری با قید عدم سیل‌گیری شبکه جایگزین و وقوع جریان تحت فشار در مجاری مجاز شمرده شد.

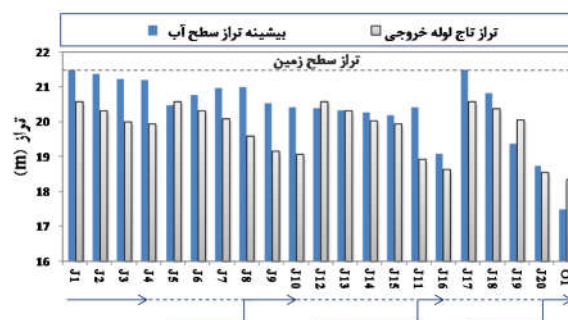
جدول ۳- جواب بهینه سناریوی دوم و برخی مشخصات

هیدرولیکی و اجرایی آن.

شاخه	D	S	Vm	E	DR
	mm	(%)	m s ⁻¹	m	(-)
C1	۹۰۰	۰/۱۳۴	۱/۰۳	۲/۴۱۴	۰/۹۰۴
C2 †	۲۴۰۰	۰/۰۵۰	۰/۹۰	۴/۰۰۳	۰/۵۷۶
C3	۲۷۰۰	۰/۰۵۰	۰/۹۰	۴/۵۰۰	۰/۶۹۴
C4	۲۷۰۰	۰/۰۵۰	۰/۸۳	۴/۷۰۰	۰/۷۵۸
C5	۲۴۰۰	۰/۰۵۰	۱/۱۹	۳/۹۶۵	۰/۵۶۱
C6	۲۷۰۰	۰/۰۵۰	۰/۷۲	۴/۵۳۰	۰/۶۹۴
C7	۲۷۰۰	۰/۰۷۰	۰/۷۴	۴/۷۲۲	۰/۷۵۸
C8	۲۷۰۰	۰/۰۵۰	۱/۰۴	۵/۰۸۹	۰/۸۶۰
C9	۲۷۰۰	۰/۰۵۱	۱/۱۲	۵/۳۵۱	۰/۹۱۶
C10	۲۷۰۰	۰/۰۵۱	۱/۲۰	۵/۴۶۹	۰/۹۳۸
C11	۱۰۵۰	۰/۱۰۵	۱/۷۶	۲/۴۹۷	۰/۸۰۹
C12	۱۹۵۰	۰/۰۸۴	۱/۵۴	۴/۰۶۳	۰/۶۷۸
C13	۲۷۰۰	۰/۰۵۰	۰/۸۴	۵/۱۷۳	۰/۸۳۹
C14	۲۷۰۰	۰/۰۵۰	۱/۰۰	۵/۲۷۳	۰/۸۶۶
C15	۲۷۰۰	۰/۰۵۰	۱/۸۷	۵/۶۸۰	۰/۹۳۰
C16	۲۷۰۰	۰/۰۵۳	۲/۰۵	۵/۸۷۰	۰/۸۹۲
C17	۱۵۰۰	۰/۰۵۰	۰/۸۵	۲/۸۸۰	۰/۸۲۲
C18	۱۵۰۰	۰/۱۱۸	۱/۱۱	۳/۳۷۴	۰/۹۳۸
C19	۱۵۰۰	۰/۰۵۰	۲/۱۴	۳/۸۶۱	۰/۸۱۳
C20	۲۷۰۰	۰/۰۵۴	۳/۲۰	۵/۹۹۹	۰/۷۶۰

† در ابتدای شاخه C2 یک ایستگاه پمپاژ با ظرفیت $1/516 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ و هزینه ۴۱۱/۹۹۰ میلیارد ریال قرار دارد.

در این رویکرد با فرض معلوم بودن آرایش شبکه، برای بهینه‌سازی اندازه و شیب مجاری و موقعیت ایستگاه‌های پمپاژ، یک الگوریتم ژنتیک تطبیقی با لحاظ کردن همه محدودیت‌های طراحی و ساخت، توسعه داده



شکل ۵- مقایسه بیشینه تراز سطح آب در محل گره‌های

شبکه با تراز تاج لوله خروجی از این گره‌ها.

جدول ۲- جواب بهینه سناریوی اول و برخی مشخصات

هیدرولیکی و اجرایی آن.

شاخه	D	S	Vm	E	H
	mm	(%)	m s ⁻¹	m	m
C1	۱۸۰۰	۰/۰۵۰	۰/۷۳	۳/۲۵۶	۲۱/۴۹
C2	۱۹۵۰	۰/۰۵۰	۰/۹۰	۳/۷۳۸	۲۱/۳۷
C3	۲۱۰۰	۰/۰۵۲	۱/۵۶	۴/۰۸۳	۲۱/۲۱
C4	۲۴۰۰	۰/۰۵۴	۰/۷۷	۴/۶۷۸	۲۱/۱۸
C5	۱۸۰۰	۰/۰۵۱	۰/۹۵	۳/۲۵۴	۲۰/۴۸
C6	۱۸۰۰	۰/۰۵۳	۱/۱۳	۳/۵۲۵	۲۰/۷۵
C7	۱۸۰۰	۰/۰۷۶	۱/۷۹	۳/۷۳۱	۲۰/۹۷
C8	۲۴۰۰	۰/۰۵۰	۱/۳۱	۵/۰۸۱	۲۰/۹۹
C9	۲۴۰۰	۰/۰۵۰	۱/۴۷	۵/۳۴۲	۲۰/۵۴
C10	۲۴۰۰	۰/۰۵۰	۱/۵۸	۵/۴۵۸	۲۰/۴۰
C11	۱۶۵۰	۰/۰۵۰	۱/۰۲	۳/۰۶۹	۲۰/۴۲
C12	۱۹۵۰	۰/۰۶۰	۰/۹۴	۳/۷۲۱	۲۰/۳۷
C13	۱۹۵۰	۰/۰۵۵	۱/۴۴	۳/۹۳۱	۲۰/۳۳
C14	۱۹۵۰	۰/۰۸۸	۲/۱۷	۴/۰۸۲	۲۰/۲۸
C15	۲۴۰۰	۰/۰۵۰	۲/۴۴	۵/۶۶۹	۲۰/۱۷
C16	۲۴۰۰	۰/۰۵۰	۲/۵۳	۵/۸۵۷	۱۹/۰۹
C17	۱۰۵۰	۰/۱۱۳	۱/۲۴	۲/۴۸۹	۲۱/۴۹
C18	۱۲۰۰	۰/۰۷۲	۱/۸۱	۳/۱۲۹	۲۰/۸۱
C19	۱۶۵۰	۰/۰۹۱	۱/۹۹	۴/۱۱۴	۱۹/۳۶
C20	۲۴۰۰	۰/۰۵۱	۳/۵۸	۵/۹۸۰	۱۸/۷۲

† بیشینه تراز سطح آب در ابتدای لوله، ارقام مندرج در این ستون همگی مربوط به زمان ۰۲:۵۰:۰۰ پس از شروع بارش هستند.

از دیدگاه بهینه‌سازی نیز نتایج مندرج در جداول

۲ و ۳ قابل بررسی است. در بسیاری مسائل بهینه‌سازی جواب‌های بهینه در مرزهای فضای معتبر قرار دارند. در مسأله پیش رو منطقه مورد مطالعه دارای توپوگرافی مسطح و هموار بوده و بنابراین دو قید بیشینه عمق گودبرداری و کمینه سرعت مجاز از قیود بسیار مهم و تعیین کننده هستند. از این رو وقوع بیشینه سرعت جریان در برخی شاخه‌ها خیلی نزدیک به کمینه سرعت مجاز

افزایش داده و امکان در نظر گرفتن ظرفیت‌های شبکه در ذخیره‌سازی و نگهداشت سیلاب را فراهم می‌سازد. مدل بهینه‌ساز توسعه داده شده در این پژوهش توانست با اعمال بیشتر قیود مسأله در درون عملگرهای الگوریتم ژنتیک تطبیقی امکان رسیدگی به همه قیود مسأله را فراهم کند. این امر باعث کاهش تعداد توابع جریمه و در نتیجه افزایش قدرت و سرعت الگوریتم گردید و عملیات مشکل و زمان‌بر تعیین پارامترهای جریمه را کاهش داد.

شد و برای شبیه‌سازی هیدرولیکی شبکه از مدل SWMM 5.1 بهره‌گیری شد. با وجود اعمال همه قیود سخت‌گیرانه، روش طراحی پیشنهادی در مقایسه با روش مرسوم طراحی با جریان با سطح آزاد، با ارائه طرحی بسیار ارزان‌تر و مشکلات بهره‌برداری کمتر، موفق بود. نتایج این پژوهش نشان داد که بهره‌گیری از توانایی‌های مدل‌های شبیه‌سازی هیدرولیکی چون SWMM، قدرت الگوریتم‌های بهینه‌سازی در ارائه طرح بهینه شبکه را

منابع مورد استفاده

- Afshar M, 2006. Application of a genetic algorithm to storm sewer network optimization. *Scientia Iranica* 13: 234-244.
- Afshar M, 2010. A parameter free continuous ant colony optimization algorithm for the optimal design of storm sewer networks: Constrained and unconstrained approach. *Advances in Engineering Software* 41: 188-195.
- Afshar MH, Afshar A, Mariño MA and Darbandi AAS, 2006. Hydrograph-based storm sewer design optimization by genetic algorithm. *Canadian Journal of Civil Engineering* 33: 319-325.
- Butler D and Davies J, 2010. *Urban Drainage*. CRC Press.
- Eshleman L and Shaffer DJ, 1993. Real-Coded Genetic Algorithms and Interval-Schemata. Pp. 187-202. In: Whitley LD (ed). *Foundations of Genetic Algorithms*. Morgan Kaufmann, San Mateo, CA.
- Farmani R, Savic DA and Walters GA, 2006. A hybrid technique for optimization of branched urban water systems. Pp. 985-992. *Proceedings of the 7th International Conference on Hydroinformatics*. Nice, France.
- Gen M and Cheng R, 2000. *Genetic Algorithms and Engineering Optimization*. John Wiley & Sons, New York.
- Guo Y, Keedwell EC, Walters GA and Khu ST, 2007a. Hybridizing cellular automata principles and NSGAII for multi-objective design of urban water networks. Pp. 546-559. *Proceedings of the Evolutionary Multi-Criterion Optimization*. Sendai, Japan.
- Guo Y, Walters GA, Khu ST and Keedwell EC, 2007b. A novel cellular automata based approach to storm sewer design. *Engineering Optimization* 39: 345-364.
- Guo Y, Walters GA and Savic D, 2008. Optimal design of storm sewer networks: Past, present and future. Pp. 1-10. *Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage*. Edinburgh, Scotland.
- Haupt RL and Haupt SE, 2004. *Practical Genetic Algorithms*. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey.
- Heaney JP, Sample D, Wright L and Fan C, 2002. *Costs of Urban Stormwater Control EPA-600/R-02/021*. US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati.
- Kuo JT, Yen BC and Hwang GP, 1991. Optimal design for storm sewer system with pumping stations. *Journal of Water Resources Planning and Management* 117: 11-27.
- Liang LY, Thompson RG and Young DM, 2004. Optimising the design of sewer networks using genetic algorithms and tabu search. *Engineering Construction and Architectural Management* 11: 101-112.
- Mays LW and Yen BC, 1975. Optimal cost design of branched sewer systems. *Water Resources Research* 11:37-47.
- Miles SW and Heaney JP, 1988. Better than "Optimal" method for designing drainage systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 114: 477-499.
- Moeini R and Afshar MH, 2012. Layout and size optimization of sanitary sewer network using intelligent ants. *Advances in Engineering Software* 51: 49-62.
- Muleta MK and Boulos PF, 2007. Multiobjective optimization for optimal design of urban drainage systems. Pp. 1-10. *Proceedings of the World Environmental and Water Resources Congress 2007: Restoring Our Natural Habitat*. Tampa, Florida.
- Palumbo A, Cimorelli L, Covelli C, Cozzolino L, Mucherino C and Pianese D, 2014. Optimal design of urban drainage networks. *Civil Engineering and Environmental Systems* 31: 79-96.

- Robinson DK and Labadie JW, 1981. Optimal Design of Urban Storm Water Drainage Systems. University of Kentucky, Lexington, KY, USA.
- Rossmann LA, 2015. Storm Water Management Model User's Manual, Version 5.1. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH.
- Sun S, Djordjevic S and Khu S, 2011a. Decision making in flood risk based storm sewer network design. Water Science and Technology 64: 247-254.
- Sun S, Djordjevic S and Khu S, 2011b. A general framework for flood risk-based storm sewer network design. Urban Water Journal 8: 13-27.
- USEPA, 2000. Collection Systems Technology Fact Sheet: Sewers Lift Station. Collection Systems Technology Fact Sheet EPA 832-F-00-073. United States Environmental Protection Agency, Washington, D.C.
- Walters GA and Lohbeck T, 1993. Optimal layout of tree networks using genetic algorithms. Engineering Optimization 22: 27-48.